



IN BETON GEWÖLBTE EISENBAHNBRÜCKE
 ÜBER DIE SAALE BEI GROSSHERINGEN.*
 GESAMTANSICHT DER STROM- UND
 DER FLUTBRÜCKE. * * * * *
 DEUTSCHE BAUZEITUNG
 MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON-
 * * * * UND EISENBETONBAU. * * * *
 * * * VI. JAHRGANG 1909 NO. 11. * * *

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER

ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

* * * * *
UNTER MITWIRKUNG * DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-CEMENT-
* * FABRIKANTEN * UND * DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS * *

VI. JAHRGANG.

No. 11.

In Beton gewölbte Eisenbahnbrücken über die Saale bei Großheringen.

Von Dipl.-Ing. Pappit in Erfurt. Hierzu eine Bildbeilage.

Im Direktionsbezirk Erfurt war bei der Einmündung der Verbindungsbahn Camburg—Bad Kösen in die zweigleisige Hauptstrecke Halle—Bebra eine schienengleiche Kreuzungsstelle vorhanden, die infolge des gesteigerten Durchgangs-Verkehres zwischen Berlin und München die Betriebssicherheit stark gefährdete. Um diesen Mißstand zu beseitigen, beschloß man, das Gleis der Verbindungsbahn schon oberhalb der Kreuzungsstelle abzuweichen und über die Hauptstrecke hinweg als zweites Gleis nach Camburg zu führen. Zu diesem Zweck mußte die Saale bei km 56,4 und ihr Ueberschwemmungsgebiet bei km 56,55 der Strecke Halle—Bebra überbrückt werden. Beide Viadukte ließ die Eisenbahn-Direktion Erfurt als Betongewölbe ohne Gelenke ausführen, da man bei der verhältnismäßig niedrigen Höhenlage der Kämpfer ein etwaiges Einfrieren der Gelenke befürchtete, und da außerdem der nur wenige Meter unter den alluvialen und diluvialen Kies- und Sandschichten gelagerte Wellen- und Muschelkalk einen sehr tragfähigen Baugrund bildete. Schließlich waren auch noch ästhetische Gründe für die Wahl von Beton-Brücken maßgebend.

Beide Brücken liegen in einem Gefälle von 1:200 und außerdem ganz bzw. zum Teil in einer Krümmung von 1000 m Halbmesser. Neben den neuen Bauwerken liegen zwei ebenfalls gewölbte zweigleisige Brücken der alten Thüringer Bahn, deren durchschnittlicher Abstand von den neuen Brücken, von Brückenachse zu Brückenachse gemessen, 11 m beträgt. Die Schienen-Oberkante der vorhandenen Brücken liegt rd. 1,8 bzw. 2,2 m tiefer. Durch die Anzahl der Oeffnungen der bestehenden Brücken war auch die Einteilung für die Oeffnungen der neuen Brücken gegeben. Um hinter den Pfeilern der neuen Bauwerke schädliche Auskolkungen zu verhüten, wurden sie mit den zugehörigen Pfeilern der alten Brücken bis zur Hochwasserhöhe verbunden. Die untenstehende Abbildung 1 gibt die Ansicht der Flutbrücke und die Bildbeilage die Gesamtansicht der beiden Brückenbauwerke wieder.

Die Saale-Strombrücke (vergl. den halben Längsschnitt Abbildung 2) besitzt entsprechend der alten Strombrücke zwei Oeffnungen von je 26,5 m Stützweite und 3,5 m Pfeil (Stichverhältnis 1:7,6); ihre ganze Länge beträgt rd. 82 m, ihre Breite zwischen den Stirnen 5,2 m. Die Stärke des Gewölbes, dessen Form als Kreisbogen angenommen wurde, beträgt im Scheitel 95 cm, am Kämpfer 1,2 m. Die im Gewölbebeton auftretende größte Druckbeanspruchung

ergibt sich (für eine Fuge in $\frac{1}{4}$ der Stützweite vom Auflager) zu 30 kg/qcm, der größte Bodendruck zu 7 kg/qcm. Für die beiden Gewölbe der Strombrücke wurden rd. 350 cbm Beton verwandt, für die ein Mischungs-Verhältnis von 1:3:5 und eine Würfel Festigkeit von 180 kg/qcm vorgeschrieben war; für die Pfeiler, Landwiderlager, Flügel-, Stirnmauern und Gewölbezwinkel (rd. 2350 cbm) wurde ein Mischungs-Verhältnis von 1:10 und eine Würfel Festigkeit von mindestens 60 kg/qcm verlangt.

Entsprechend den drei mittleren Oeffnungen der alten Flutbrücke besitzt die neue Saale-Flutbrücke (vergl. den halben Längsschnitt Abbildung 3) eine große Oeffnung von 31,4 m Stützweite und 4,25 m Pfeil (Stichverhältnis 1:7,4), während je zwei seitlichen Oeffnungen des bestehenden Bauwerkes Bögen von 20,4 m Stützweite und dem gleichen Pfeil (Stichverhältnis 1:4,8) entsprechen. Da die Kämpfer der Hauptöffnung nicht zu tief unter dem Hochwasserspiegel liegen durften, war die Bauhöhe dieses Bogens sehr beschränkt. Die mittlere Geländehöhe des Ueberflutungsgebietes liegt auf rd. +116,3 m, die Höhe der Kämpfer auf +118,36 m und die Höhe der Schienen-Oberkante auf +124,34 m. Das höchste Hochwasser vom Jahre 1890 hatte eine Höhe von +119,14 m. Die Flutbrücke besitzt eine Gesamtlänge von 91 m bei einer Breite zwischen den Stirnmauern von 5,5 m; Scheitel- und Kämpferstärke betragen bei der Mittelloffnung 1 bzw. 1,2 m, bei den Seitenöffnungen 80 cm bzw. 1,15 m. Für alle Oeffnungen wurde das Gewölbe nach der Stützlinie für den sogen. Normalbelastungsfall berechnet; zur Kontrolle erfolgte noch eine graphostatische Untersuchung. Die größten auftretenden Druckspannungen ergeben sich bei Vollbelastung an den Kämpfern, und zwar bei der Mittelloffnung zu 43 kg/qcm, bei den Seitenöffnungen zu 25 kg/qcm. Die größte Bodenpressung beträgt bei den Pfeilern 10 kg/qcm. Für den Gewölbebeton der Mittelloffnung (190 cbm) war ein Mischungs-Verhältnis 1:2,5:3,5 und eine Würfel Festigkeit von 260 kg/qcm vorgeschrieben, für den Gewölbebeton der Seitenöffnungen 1:4:6 bzw. 140 kg/qcm. Für Pfeiler, Widerlager, Gewölbezwinkel, Flügel- und Stirnmauern (2950 cbm) wurde Stampfbeton im Mischungsverhältnis 1:10 mit Würfel Festigkeit von 60 kg/qcm verwendet. Für letzteren wurde bei beiden Brücken von der Eisenbahn-Verwaltung Naturkies geliefert, während bei dem Gewölbebeton bester, langsam bindender Portland-Zement, reiner, scharter Sand bis 7 mm Korngröße und harter Stein- schlag von 7—15 mm Korngröße zur Verwendung gelangte.

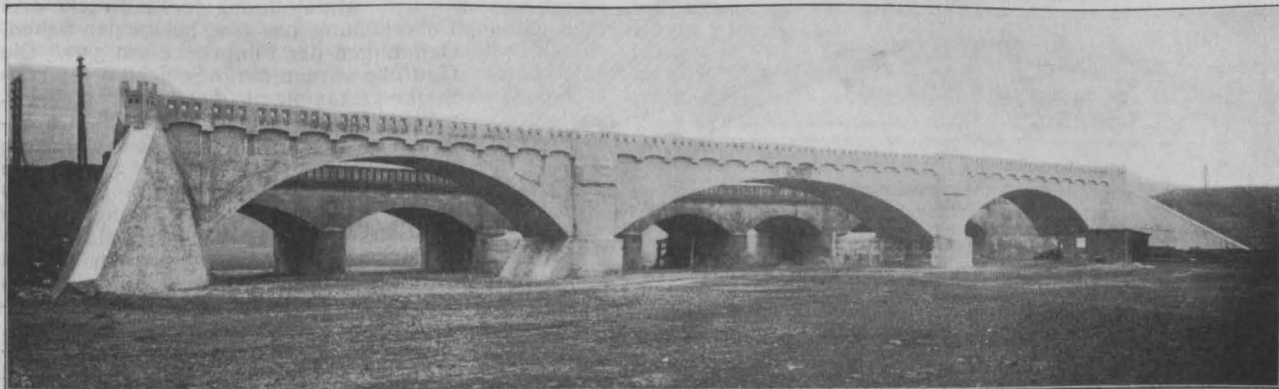


Abbildung 1. Ansicht der neuen Flutbrücke. (Im Hintergrund die alte Brücke.)

wagrechte Verschiebung wurden in den Fels senkrecht zur Bauwerkachse Rillen eingehauen, wodurch ein sicherer,

wurden die Betonarbeiten sofort in Angriff genommen und ohne Unterbrechung Tag und Nacht fortgesetzt, bis die Widerlager und die Brückenpfeiler über Grundwasser hochgeführt waren. Die Wasserhaltung wurde dann noch 4–5 Tage fortgesetzt und alsdann vollständig eingestellt. (Abbdg. 4 zeigt die Herstellung des Strompfeilers und der Widerlager.)

Die Lehrgerüste (vergl. Abbildung 5) erhielten bei den Gewölben der Strombrücke und der Mittelöffnung der Flutbrücke eine Höhe um 5 cm, bei beiden Seitengewölben der Flutbrücke um 3 cm. Die Gerüste wurden nur in Schichten von 15 cm aufgeschüttet und gestampft, um eine möglichst gleichmäßige Beanspruchung der Holzkonstruktion zu gewährleisten. Die Abdeckung der Gerüste erfolgte mit einer 2 cm starken Schutzschicht, auf der eine Isolierschicht in doppelter Lage Asphaltfilz aufgebracht wurde und eine trocken verlegte Zieselschicht aufgebracht wurde. Bei den Pfeilern und den massiven Geländern wurde die Ausdehnungsfugen angeordnet. Die Innenflächen der Pfeiler, Landgerüste, Gewölbe, Flügel- und Zementmörtel 1 : 1 verputzt und

Stirnmauern wurden mit Zementmörtel 1:1 verputzt und mit Goudron gestrichen.

Die Ansichtsflächen der Stirnmauern und Geländer haben eine Vorlage aus Hartgestein und Kleinschläger erhalten, deren spätere Bearbeitung dadurch erfolgen sollte, daß die Außenflächen nach schrittweiser Abnahme der aus mehreren Teilen zusammengesetzten Schalung vor völliger Erhärtung der Zementkruste, mit Salzsäure abgewaschen und die Zementkruste durch Ausbürsten mit Stahldrahtbürsten entfernt wurde. Im vorliegenden Fall wurde jedoch die Schalung, um bei den äußerst knapp bemessenen Fristen an Zeit zu sparen, in ihrer ganzen Höhe sofort hergestellt, weshalb sie erst nach Abbinden der obersten Bauteile beseitigt werden konnte. Die völlig erhärtete Zementkruste mußte daher

zunächst mit scharfen Hämmern bearbeitet und alsdann mit Salzsäure und Bürsten abgewaschen werden.

Die beiden Bauwerke wurden gleichzeitig von der Betonbaugesellschaft Dücker & Co. in Düsseldorf in der kurzen, vertraglich vorgeschriebenen Zeit von 15 Wochen zum Gesamtpreis von 102000 M. fertiggestellt. Am 13. Aug. 1907 wurden die Vorarbeiten an Ort und Stelle in Angriff genommen; am 17. August erfolgte der Beginn der eigentlichen Bauarbeiten. Die Vertrags-Fristen wurden pünktlich eingehalten und der gesamte Rohbau konnte am 23. November des gleichen Jahres der Eisenbahndirektion übergeben werden. —

Berechnung des umschnürten Betons.¹⁾

Auszug aus dem Vortrage des Ob.-Ing. A. Kleinlogel der Firma Wayß & Freytag, A.-G. in Neustadt a. d. H., gehalten auf der 12. Hauptversammlung des „Deutschen Beton-Vereins“ in Berlin 1909.

In in achsialer Richtung zentrisch gedrückter Körper (Abbildung 1) verkürzt seine ursprüngliche Länge und vergrößert gleichzeitig seine ursprüngliche Quer-Abmessung; beide Maß-Änderungen stehen miteinander in gewissem Zusammenhange. Indem man diesen Form-Änderungen entgegenwirkt, erhöht man die Festigkeit des Körpers. Während man der Längsverkürzung im Eisenbetonbau schon von Anfang an durch die Längseisen entgegenwirkt hat, ist Sanders wohl der erste gewesen, der die Bedeutung der Quereisen für die Eigenfestigkeit des Betons erkannt und durch Versuche nachgewiesen hat, daß die Verhinderung oder vielmehr die Verzögerung der Quer-Ausdehnung des Betons gleichbedeutend ist mit einer Erhöhung der Bruchfestigkeit.²⁾ Seine Versuchskörper enthielten (Abbildung 2) moniergeflechtartige Eisen-Einlagen, die als Reibungsflächen der Quer-Ausdehnung entgegenarbeiten und ihren Einfluß auf diese nur indirekt äußern können, indem erst infolge Uebertragung der Beton-Deformationen mittels der Haftfestigkeit auf das Eisen dieses zur Mitwirkung kommt. Immerhin erreichte

mittleren Wickel-Durchmessers D_1 (Abbildung 4), also ebensoviel wie die des besten Granits. Es handelte sich hierbei allerdings nicht um ein Probekstück in baulüblicher Abmessung und Ausführung. Es liegen jedoch auch zahlreiche Versuche letzterer Art vor; am wertvollsten ist die große Versuchsreihe der im Dezember 1900 ins Leben gerufenen Regierungs-Kommission.³⁾ Die Untersuchungen dieser Kommission mit umschnürtem Beton umfaßten Prismen handwerksmäßiger Abmessungen von 2—4 m Länge, quadratischem Querschnitt von 18,2 cm Seitenlänge bzw. achteckigem Querschnitt von 20 cm Durchmesser; Längs-Armatur 1—1,5 %; Spiral-Armatur 1—3,5 %; Alter durchschnittlich 5 Monate; Anwendung von 2 Betonsorten. Während die nichtarmierten Betonkörper je nach der Länge der Prismen eine Bruchfestigkeit von 147—185 bzw. 198—242 kg/qcm aufwiesen, stieg diese bei den spiralarmierten auf 332 bis 640 kg/qcm des umschnürten Querschnittes.

Das in Frankreich schon früher patentierte Verfahren Considère's zur Herstellung von druckfesten Körpern durch Spiral-Armierung ist 1902 unter D. R.-P. No. 149044 auch in Deutschland patentrechtlich geschützt worden. Das Ausführungsrecht in Deutschland hat die A.-G. Wayß & Freytag in Neustadt a. d. H. erworben. Diese Firma ließ in der Material-Prüfungs-Anstalt in Stuttgart eine Reihe von Versuchen⁴⁾ mit spiralarmiertem Beton durchführen, bei welchen absichtlich die Probekörper von ungeübten Leuten hergestellt wurden und daher in der Lage der Längsstäbe und der Armierung Abweichungen von der regelmäßigen Lage zeigten, wie sie bei sorgfältiger Ausführung in der Praxis nicht vorkommen dürften. Trotzdem waren die Ergebnisse gar keine so mittelmäßigen. Während der Beton ohne Eisen-Einlagen 133 kg/qcm trug, stieg die Bruchfestigkeit des umschnürten Körpers bis auf rd. 440 kg/qcm. Natürlich springt zuerst die Schale außerhalb der spiralförmigen Eisen-Einlage ab, sodaß also der Berechnung der Bruchfestigkeit nur der innere Kern zugrunde gelegt werden darf, aber auch die ersten Schälrisse zeigen sich später als bei nichtarmiertem Beton. Nach den Stuttgarter Versuchen ergab sich die Last bei Auftreten der ersten Risse um 38 %, bei Versuchen der französischen Kommission um 30 % höher als bei nichtarmiertem Beton. (Talbot, vergl. „Engineering News“ 1907, S. 342 ff., fand allerdings keine solchen Unterschiede.) Nach Auftreten der ersten Schälrisse kann der spiralarmierte Beton dann noch erhebliche Belastungen aufnehmen, der Bruch erfolgt nicht plötzlich, während bei dem längsarmierten Beton dem Auftreten der ersten Bruchzeichen bald die endgültige Zerstörung folgt. Es kann daher bei Konstruktionen in spiralarmiertem Beton unbedenklich mit geringerem Sicherheitsgrade gerechnet werden.

Die Stuttgarter Versuche ermöglichen außerdem einen interessanten Vergleich zwischen der Leistungsfähigkeit der Spiralen und der sonst üblichen Bügel zur Verbindung der Längseisen. Bei sonst gleicher Ausführung der Körper ergab sich, daß die Quer-Armierung in Form von Spiralen dreimal mehr leistete als diejenige in Form von Bügeln bei gleichem Eisenaufwande. Man erkennt hieraus den großen Unterschied zwischen direkt und indirekt wirkender Armierung.

Der umschnürte Beton erträgt nach den angestellten Versuchen die 10—20fache Verkürzung des nichtarmierten Betons, ohne seinen Zusammenhang zu verlieren. Während bei 1—1,5 mm Verkürzung auf 1 m bei nichtarmiertem Beton schon der Bruch eingeleitet wird, sind bei spiralarmiertem Beton Verlängerungen von 17, 24 und selbst 42 mm auf 1 m gemessen worden. Daß der Beton tatsächlich seinen Zusammenhang trotz der weit über die Eigenfestigkeit hinausgehenden Beanspruchung noch bewahrt

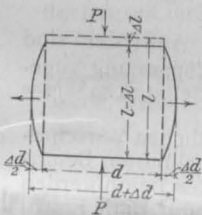


Abbildung 1.

Sanders bereits die 2 bis 3fache Bruchfestigkeit des nichtarmierten Betons, allerdings nur mit einem großem Eisen-Aufwand. Denkt man sich dagegen einen

achsial durch P beanspruchten Körper (Abbildung 3) derart von seitlichen, der Quer-Ausdehnung entgegenarbeitenden Kräften S angegriffen, daß deren Intensität mit P wächst, so erfolgt die endgültige Zerstörung des Körpers um so später, je widerstandsfähiger sich die in Gestalt der Kräfte S wirkende Umhüllung erweist. Das ist der Grundgedanke des spiralarmierten oder umschnürten Betons. Ist das Prinzip dieser Festigkeits-Vergrößerung auch nicht neu, so ist es doch das Verdienst des bekannten französischen Eisenbeton-Forschers Considère, es in die Praxis des Eisenbetons eingeführt und durch mannigfache Versuche die Eigenschaften des umschnürten Betons und die Grundlagen für seine theoretische Behandlung zuerst festgestellt zu haben.

Schon in seinen Veröffentlichungen im Jahre 1902 — Berichte an die französische Akademie der Wissenschaften — ist alles Wesentliche der Versuchs-Ergebnisse enthalten, und in breiterer Form hat Considère diese in „Beton und Eisen“, Jahrg. 1902, Heft 5, mitgeteilt. Das bis jetzt bekannte Versuchsmaterial umfaßt etwa 260 Versuche mit Prismen (Abbildung 4) von 3—70 cm Durchmesser und einer Gesamt-Armierung von 1—14 %, einer Zementmenge von 300—1100 kg auf 1200 l Sand + Kies und einem Beton von erdfeuchter bis hochplastischer Beschaffenheit im Alter von 8—200 Tagen. Die größte beobachtete Festigkeit betrug dabei 1803 kg/qcm des umschnürten Kernes (innerhalb des

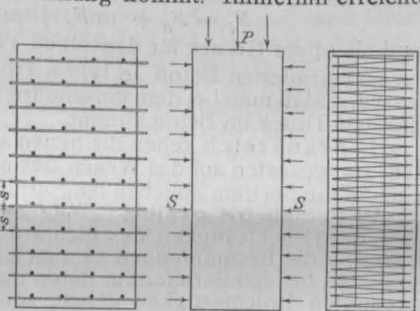


Abbildung 2.

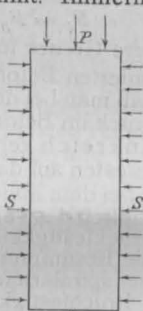


Abbildung 3.

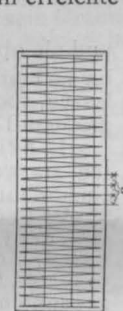


Abbildung 4.

¹⁾ Anmerkung der Redaktion. Redner sprach auch über die Anwendung des umschnürten Betons. Wir behalten uns vor, einige Beispiele dafür besonders nachfolgen zu lassen.

²⁾ Vergl. „Beton und Eisen“, Jahrg. 1903, Heft 2.

³⁾ Vergl. den Bericht der „Commission du ciment armé“: Expériences, rapports et propositions, instructions ministerielles, relatives à l'emploi du béton armé.

⁴⁾ Druckversuche mit Eisenbetonkörpern, Versuche B von Bau-Dir. v. Bach.

hat, ist bei wiederholten Versuchen festgestellt worden, bei denen nach der Belastung und Zusammendrückung alle Armaturteile entfernt und dann die reinen Betonprismen erneut Druck unterworfen wurden. So hatte z. B. ein Prisma unter 490 kg/qcm Last eine Verkürzung um 6 mm erfahren; es trug nach Entfernung aller Armatur und ohne etwa die Druckflächen neu abzugleichen noch 100 kg/qcm. Auch neuere Versuche der Firma Wayß & Freytag bestätigen das.

Aus den übrigen Versuchsergebnissen ist noch hervorzuheben, daß der Wert der Umschnürung sich nach den Talbot'schen Versuchen 2—4 mal, nach den Considère'schen 2—3, im Mittel also 2,4 mal größer ergeben hat als der Wert der Längsarmierung. Die Spiralen fangen erst dann an voll zu wirken, wenn die Belastung so weit gestiegen ist, daß die Eigenfestigkeit des Betons überschritten wird.

Zur Berechnung der Bruchlast eines umschnürten Prismas hat ebenfalls Considère die erste Formel gegeben, die zwar rein empirisch ist, aber mit Versuchen der französischen Kommission leidlich übereinstimmt, indem die durch die Versuche gefundenen Ergebnisse fast durchweg noch um 1—17 % höher waren als die berechneten. Diese Formel lautet:

$$B \geq 1,5 \cdot K \cdot F_k + 2400 (f_e + 2,4 f_e') \dots (1)$$

Hierin bedeutet K die Eigenfestigkeit des nichtarmierten Betons gleicher Zusammensetzung und gleichen Alters, F_k den Kern-Querschnitt, 2400 die Stauchgrenze der Längseisen, f_e deren Gesamt-Querschnitt und f_e' den Querschnitt gedachter Längsstangen, deren Gewicht auf die Längeneinheit des Prismas gleich ist dem Gewicht der Spiralen auf dieselbe Länge. Ist g das Gewicht der Spirale für 1 m in kg, D_1 der mittlere Winkel-Durchmesser in m, s die Ganghöhe in cm, so ist für 1 m Stablänge $f_e' = 100 \cdot \gamma = \pi \cdot D_1 \cdot \frac{100}{s} \cdot g$ und

da 100 γ , d. h. das Gewicht eines Eisenstabes von 1 qcm Querschnitt und 1 m Länge. rd. 0,78 kg ist, so ergibt sich annähernd: $f_e' = 400 \cdot D_1 \cdot \frac{g}{s} \dots (2)$

eine leicht zu handhabende Formel, in welcher D_1 in m, g in kg, s in cm einzusetzen ist.

Das erste Glied der Formel 1 stellt die Bruchfestigkeit des Betonkerns allein dar, für welchen Considère nach seinen Versuchen das 1,5fache der Eigenfestigkeit des nichtarmierten Betons gefunden hat; das zweite Glied, $2400 \cdot f_e$, stellt den mit der Stauchgrenze abschließenden Anteil der Längs-Armatur an der Tragfähigkeit dar, das dritte Glied, $2400 \cdot 2,4 \cdot f_e'$, schließlich den Anteil der Spiral-Armatur.

Aus Formel 1 lassen sich auch einige einfache Dimensionsformeln ableiten. Drückt man die Armierung in Prozenten des Kern-Querschnittes F_k aus und bezeichnet mit a den Prozentsatz der Längs-, mit b denjenigen der Spiral-Armierung, so folgt aus Formel 1:

$$B = F_k (1,5 K + 24a + 57,6b). \text{ Setzt man die zulässige Last } P = B/5, \text{ so ergibt sich } F_k = \frac{P}{0,3K + 4,8a + 11,5b} \dots (3)$$

Nimmt man für überschlägliche Rechnung $K = 180$ kg, $a = 10\%$, $b = 20\%$, so ergibt sich der einfache Ausdruck:

$$F_k = 12,2 \cdot P, \text{ worin } P \text{ in Tonnen einzuführen ist.} \dots (4)$$

und für den Kern-Durchmesser erhält man:

$$D_1 = \text{rd. } 4 \sqrt{P}, \text{ worin ebenfalls } P \text{ in Tonnen.} \dots (5)$$

Aus F_k nach Formel 4 kann man auch rasch den ganzen Beton-Querschnitt ermitteln, der für mittlere achteckige Querschnitte bis 40 cm Durchmesser etwa zu $1,5 F_k$, für größere Durchmesser mit $1,3 F_k$ anzunehmen ist.

Während, wie schon bemerkt, die von Considère angegebene Formel lediglich eine empirische ist, hat man in letzterer Zeit versucht, durch theoretische Entwicklungen die Spannungen in einem umschnürten Körper zu ermitteln.

Diese Arbeiten stammen von Reg.-Baumstr. Dr.-Ing. Koenen⁵⁾ bzw. Prof. Dr.-Ing. Saliger⁶⁾. Es sei auf die betreffenden Veröffentlichungen verwiesen, da es heute noch nicht angebracht erscheint, über die beiden Rechnungsweisen ein Urteil abzugeben. Denn es fehlen für die theoretischen Entwicklungen noch die Grundlagen für die dort eingeführten Koeffizienten. Diese lassen sich erst durch eingehende, schwierige Messungen gewinnen.

⁵⁾ „Querverstärkung gedrückter Eisenbetonkörper und ihre wissenschaftliche Begründung“, „Zentralblatt der Bauverwelt“, Jahrgang 1907 No. 16.

⁶⁾ „Oesterr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst“ Jahrg. 1904, Heft 25; „Zeitschrift f. Arch.- u. Ing.-Wesen“ Jahrg. 1904, Heft 5, Jahrg. 1905 Heft 1; „Deutsche Bauztg.“ „Mitteilungen“ Jahrg. 1907, No. 16; vor allem aber in „Rundschau für Technik u. Wirtschaft“ Jahrg. 1908.

Aus den zahlreichen bisherigen Versuchen lassen sich aber doch schon einige vorläufige Konstruktions-Grundsätze ableiten:

1. Die Gesamt-Armatur (Längseisen und Spiralen) soll nicht unter 1,5 und nicht über 8 % des Kernquerschnittes betragen. Nur konzentrisch angeordnete oder ineinandergreifende Spiralen dürfen diesen Höchstwert u. Umst. überschreiten.

2. Das Verhältnis der Längs- zur Spiral-Armatur soll etwa 1 : 2 bis 1 : 3 betragen.

3. Das Verhältnis der Ganghöhe s zum Kern- oder mittleren Wickel Durchmesser D_1 soll bei mittlerer Spiral-Armatur (bis 2 %) etwa $\frac{1}{7} - \frac{1}{8}$, bei höherer $\frac{1}{8} - \frac{1}{10}$ sein.

4. Dünnere und enger gewickelte Spiralen leisten bei gleichem Eisenaufwand mehr als dickere Spiralen bei größerer Ganghöhe.

An Vorschriften für die Berechnung und Ausführung von Konstruktionen im umschnürten Beton bestehen bisher die folgenden:

In Oesterreich enthalten die Regierungs-Bestimmungen vom Jahre 1908 über die „Herstellung von Tragwerken aus Stampfbeton und Betoneisen“ die Vorschrift, daß bei Druckgliedern aus umschnürtem Beton bei zentrischem Druck die ideelle Querschnittsfläche einzuführen ist:

$$F_i = F_b + 15 F_e + 30 F_s,$$

während gleichzeitig für diesen ideellen Querschnitt festgesetzt ist, daß er nicht größer als $1,4 (F_b + 15 F_e)$ oder als $1,9 F_b$ werden darf. Dadurch wird, um so mehr als im nichtarmierten Beton nur 28 kg/qcm Druck zugelassen werden, die Konstruktionsfreiheit sehr beschränkt, da sich innerhalb dieser Grenzen noch nicht einmal Säulen mit 1 % Längs- und 2 % Spiral-Armierung herstellen lassen.

In der Schweiz hat die Kommission für armierten Beton etwas fortschrittlichere Bestimmungen aufgestellt. Hier ist für den ideellen Querschnitt die Formel gesetzt:

$$F_i = F_b + 10 F_e + 24 F_s$$

und als obere Grenze für denselben $2 F_b$. Außerdem sind im nichtarmierten Beton 40 kg/qcm Druckspannung zugelassen, sodaß man bei dem umschnürten Beton zu 80 kg/qcm größtem Druck im Beton kommt.

In Frankreich gehen die neuen amtlichen Vorschriften am weitesten auf das Wesen des umschnürten Betons ein. Schon bei dem üblichen längsarmierten Beton werden für die Festigkeit des vollen Betonquerschnitt (ohne Eisen) 28 % der Druckfestigkeit des nichtarmierten Betons zugelassen — die Bestimmungen nennen hierfür die Grundzahl 50 — und bei spiralarmertem Beton darf man bis 60 % der genannten Bruchfestigkeit gehen, sodaß man unter Zugrundelegung der Grundzahl 50 mit einer zulässigen Druckbeanspruchung bis 107 kg/qcm konstruieren kann. Gegen das Auftreten der ersten Schalenrisse ist dann noch mindestens eine zweifache Sicherheit vorhanden. Für die Berechnung vom Druckgliedern gilt die allgemeine Formel:

$$N = 50 \left(1 + m' \cdot \frac{V'}{V} \right) (F_b + n F_e).$$

Worin 50 die sogenannte Grundzahl, V' das Volumen der Querarmierung, V dasjenige des Betons auf dieselbe Höhe und m' einen Koeffizienten bedeuten, für den folgende Grundsätze gelten. Für Bügelarmierung ist $m' = 8 - 15$ je nach dem Abstände e der Bügellagen, und zwar $m' = 8$ für $e =$ kleinster Säulendicke a und $m' = 15$ für $e \leq a/3$. Für Spiralen gilt $m' = 15 - 32$ je nach Ganghöhe und achsialer Beanspruchung σ , und zwar wird $m' = 15$ für $s = 2/5 a$, also bei sehr großen Ganghöhen, $m' = 32$ wenn $s = 1/5 a$ und $\sigma = 50$, bzw. $s = 1/8 a$ und $\sigma = 100$.

Die Generaldirektion der württembergischen Staatseisenbahnen hat ferner kürzlich zweckmäßige Vorschriften für umschnürten Beton erlassen, die den besonderen, durch Versuche festgestellten Eigenschaften desselben gerecht werden. Die zulässige Belastung soll nach der Formel berechnet werden:

$$P = 1,2 \sigma_b \cdot F_b + \sigma_e (f_e + 2,4 f_e'),$$

worin F_b den gesamten Beton-Querschnitt, σ_b die zulässige Druckbeanspruchung des nichtarmierten Betons, σ_e diejenige des Eisens bedeutet.

Die Hamburger Baupolizei gestattet bereits seit Jahren die Berechnung von Konstruktionen aus umschnürtem Beton nach der Considère'schen Formel 1.

Möchten die anderen deutschen Bundes-Staaten bald ebenfalls dem umschnürten Beton durch besondere Vorschriften gerecht werden. —

Inhalt: In Beton gewölbte Eisenbahnbrücken über die Saale bei Großheringen. — Berechnung des umschnürten Betons. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., Berlin. Für die Redaktion verantwortlich Fritz Eiselen, Berlin.

Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg., P. M. Weber, Berlin.